



XXXIII JORNADAS SUDAMERICANAS
DE INGENIERIA ESTRUCTURAL
Santiago, 26 al 30 de Mayo de 2008



www.asaae.org.br

INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ GEOMÉTRICA NA RESPOSTA DINÂMICA DE UM POSTE DE TELEFONIA CELULAR SOB CARREGAMENTO DE VENTO

INFLUENCE OF THE GEOMETRIC STIFFNESS IN THE DYNAMIC RESPONSE OF A CELLULAR TELEPHONY POLE UNDER WIND EXCITATION

Alexandre de M. Wahrhaftig (1); Reyolando M.L.R.F. Brasil (2); Marcelo A.da Silva (3)

(1) Doutorando, Universidade de São Paulo.

(2) Professor Doutor, Universidade de São Paulo.

(3) Pós-doutorando, Universidade de São Paulo.

Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Av. Prof. Almeida Prado tv. 2, n. 83, Cidade Universitária - São Paulo – SP, CEP 05508-900, e-malis: alexandre.wahrhaftig@poli.usp.br (1), reyolando.brasil@poli.usp.br (2); m_araujo_silva@uol.com.br (3)

Resumo

Os procedimentos para a consideração dos efeitos dinâmicos devidos ao vento em estruturas esbeltas adotados pela NBR 6123/87 desconsideraram a influência da carga axial na rigidez geométrica da estrutura, ao invés disso preconiza modelos lineares de verificação. Em estruturas esbeltas, onde a rigidez muda devido à não-linearidade geométrica, modelos lineares não conseguem descrever precisamente o comportamento estrutural. Os postes de telefonia celular constituem-se em casos típicos de estruturas em cuja análise dinâmica deve incluir a influência da rigidez geométrica no cálculo da frequência natural de vibração, ponto de partida do processo de cálculo da resposta dinâmica previsto na NBR 6123/87. A privatização da telefonia celular ocorrida nos anos noventa levou à implantação, no Brasil, de milhares de estações em um ritmo explosivo. As estruturas usadas como suportes dos sistemas irradiantes do sinal de telefonia, via de regra, são compostas apenas de um poste em balanço de extraordinária esbelteza, o que sugere a imediata necessidade de se considerar a não-linearidade geométrica forçosamente existente. Além disso, o carregamento mais importante e dominante é o do vento, de características eminentemente dinâmicas e aleatórias, desaconselhando análises estáticas ou dinâmicas determinísticas, preconizadas em Normas. Para avaliar a influência do esforço normal no comportamento dinâmico das estruturas esbeltas foi estabelecido um modelo matemático simplificado, com características dinâmicas por meio de uma técnica do tipo Rayleigh, e foi realizada uma análise não-linear via elementos finitos de uma estrutura real.

Palavras-chave: Dinâmica das estruturas, Rigidez Geométrica, Método de Rayleigh, Ação do vento, Frequência Natural.

Abstract

The procedures for the consideration of the dynamic effect due to the wind in slender structures, adopted for NBR 6123/87, had disrespected the influence of the axial load in the stiffness geometric of the structure, on the contrary of this it praises linear models of verification. In slender structures, where the stiffness changes due to geometric nonlinearity, linear models do not obtain to describe the structural behavior exactly. The poles of cellular telephony consist in typical cases of structures whose dynamic analysis must include the influence of the stiffness geometric in the calculation of the natural frequency, starting point of the

process of verification of the foreseen dynamic reply in NBR 6123/87. The privatization of the cellular telephony occurred in the Nineties led to the implantation in the country of thousand of stations in an explosive rhythm. The used structures as support of the radiant systems, usually, are composed only of a cantilevered pole of extraordinary slenderness, what it suggests the immediate necessity to consider forcibly existing the geometric nonlinearity. Moreover, the dominant shipment most important and is of the wind, of eminently dynamic and random characteristics, dissuading static analyses or dynamic deterministic, praised in Norms. To evaluate the influence of the axial load in the dynamic behavior of the slender structures was established a simplified mathematical model, with dynamic characteristics by means of one technique of the type Rayleigh, and had been carried through a nonlinear analysis by means elements finite procedure of a real structure.

1 INTRODUÇÃO

Muitas estruturas do mundo da engenharia civil são sensíveis aos efeitos da não-linearidade geométrica. Construções como chaminés, reservatórios elevados e postes de telecomunicações, são exemplos de estruturas civis cuja influência da força axial é um importante ponto na determinação da sua frequência fundamental. Para iniciar a compreensão dos aspectos da não-linearidade geométrica na dinâmica das estruturas é imprescindível, para o momento, entender que a matriz de rigidez de estruturas sujeitas a cargas axiais é diferente da matriz de rigidez convencional. Dessa forma, a introdução de aspectos não-lineares na dinâmica das estruturas pode ser convenientemente feito por meio do conceito de rigidez geométrica.

Embora de forma sutil, seu emprego é uma consideração não-linear, já que a rigidez geométrica depende do estado de tensões internas (esforços internos) na estrutura que só se consegue determinar a partir das deformações causadas pelos deslocamentos que ela sofre. Claro que se esses esforços internos forem mantidos constantes a partir daí, estar-se-ia ignorando os deslocamentos adicionais que ocorrem a partir desse estado de deformações inicial. É, pois, uma linearização de um problema não-linear a partir de uma certa configuração que não é a inicial descarregada.

De especial interesse para a investigação dos efeitos decorrentes da não-linearidade geométrica na resposta dinâmica de estruturas submetidas à ação do vento, sem perda de generalidade, se encontram os postes de telefonia móvel celular. No Brasil, uma profunda reforma do aparato legal que regulava o setor tornou possível a reestruturação das telecomunicações. O traço fundamental foi a transformação do monopólio público, provedor de serviços de telecomunicações, em um novo sistema de concessão pública a operadores privados, fundado na competição e orientado para o crescimento da universalização dos serviços. A implantação do sistema de telefonia deu-se em um ritmo explosivo com a instalação de milhares de estações e para isso foram usadas como suporte dos sistemas irradiantes estruturas constituídas apenas de um poste em balanço. Essas são estruturas de elevada esbelteza, razão pela qual há a imediata necessidade de se considerar a não-linearidade geométrica forçosamente existente. Nelas, o carregamento predominante é o do vento, de características eminentemente aleatórias, desaconselhando análises estáticas ou dinâmicas determinísticas.

Este artigo constitui-se em mais uma contribuição no sentido de estudar a influência da carga axial na resposta dinâmica de estruturas esbeltas e vem na seqüência dos trabalhos já desenvolvidos nesse sentido. Nos artigos anteriores [1] e [2], o objetivo era avaliar o efeito da rigidez geométrica na frequência natural das estruturas por meio de estudos experimentais em laboratório e por métodos analíticos e numéricos. Neste, mantém-se a aplicação do método de Rayleigh como referência, com uma complementação da primeira formulação. Prossegue-se com as modelagens pelo método dos elementos finitos e busca-se, ao final, avaliar as mudanças produzidas pelo esforço normal na resposta dinâmica de uma estrutura real, empregando-se os procedimentos de cálculo prescrito na NBR 6123/87 – Forças devidas ao vento em edificações. Para isso foram feitas duas análises. Duas seguem as recomendações atuais contidas na NBR 6123/87 e a outra se inicia a partir de uma análise dinâmica de características não-lineares.

2 CONSIDERAÇÕES DA DINÂMICA NÃO-LINEAR PELO MÉTODO DE RAYLEIGH

Para calcular a freqüência fundamental de vibração das estruturas em balanço empregar-se-á um modelo massa-mola composto por uma barra engastada na base, suportando uma massa na extremidade livre. Seja uma barra reta, de seção uniforme, composta de material elástico-linear, com amortecimento proporcional às tensões, contendo apenas um grau de liberdade. Uma vez excitado por uma força horizontal esse sistema estará sujeito a forças conservativas e não conservativas. Quando essa força horizontal cessar a estrutura procurará os seus modos naturais de vibração e o sistema entrará em movimento livre amortecido.

A formulação analítica que leva em conta a rigidez geométrica desse sistema foi desenvolvida com base no Método de Rayleigh, assim denominado por ter sido criado pelo Lorde Rayleigh em 1877. O conceito básico que está por detrás desse método é o princípio da conservação da energia dos sistemas mecânicos [3] e, portanto, aplicável a estruturas lineares ou não. No desenvolvimento da formulação pelo método de Rayleigh a equação do movimento é escrita em termos da coordenada generalizada, aqui convenientemente posicionada no topo barra, e de uma função forma que descreve o modo fundamental de vibração. A função trigonométrica escolhida representa de forma exata o primeiro modo de flambagem do modelo, o que sugere que a sua validade está restrita à vizinhança da configuração de referência.

Aplicando o método de Rayleigh e simplificando a solução para considerar exclusivamente o grau de liberdade horizontal, chega-se à expressão da freqüência que leva em conta a influência do esforço axial, em Hertz:

$$f = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\frac{\pi^4 EI}{32 L^3} - \left[\frac{\pi^2}{16} \left(\frac{2m_0 + m_1 L}{L} \right) + \frac{1}{4} m_1 \right] g}{m_0 + \frac{1}{2} L m_1 \frac{3\pi - 8}{\pi}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

Na expressão (1) E é o módulo de elasticidade do material, L é o comprimento da barra, I é o momento de inércia da seção em relação ao eixo perpendicular ao movimento e g é a aceleração da gravidade.

3 COMENTÁRIOS SOBRE A MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS

A análise pelo Método dos Elementos Finitos com as condições de não-linearidade geométrica estudadas (MEFNL) foi realizada utilizando o programa SAP2000, sendo processada sobre os resultados provenientes de uma análise estática não linear sob efeito P-Delta. A análise sob efeito P-Delta é possível de ser realizada com objetivos comparativos, pois o programa SAP2000 utiliza um processo simplificado de cálculo que leva em consideração justamente o efeito da força normal sobre a rigidez do sistema. Essa é uma técnica viável para o cálculo dos efeitos de segunda ordem, onde o efeito P-Delta é linearizado e a solução do problema é obtida diretamente e de forma exata, sem iterações. É válida para situações onde a força vertical devido ao peso permanece constante durante o movimento estrutura e para aquelas cujos deslocamentos laterais sofridos são pequenos quando comparados às suas dimensões [4]. Nesse contexto, somente o peso da estrutura e as sobrecargas verticais necessitam ser incluídas na parcela negativa da rigidez geométrica. Esse método se aplica tanto aos cálculos estáticos quanto dinâmicos, consistindo em um processo que pode ser facilmente programável no ambiente do Método dos Elementos Finitos, exigindo reduzido esforço computacional. Além do mais, como expõe Rutenberg [5], as cargas gravitacionais sobre as colunas dos edifícios são relativamente baixas quando comparadas à carga crítica de Euler, assim

como os efeitos adicionais de segunda ordem, permitindo que se aplique uma solução aproximada via matriz de rigidez geométrica, linearizando o problema.

4 ANÁLISE DINÂMICA PELA NBR 6123/87

A consideração dos efeitos dinâmicos e de vibração excessiva das estruturas expostas à ação do vento está descrita no item 9 da NBR 6123/87 – Forças devidas ao vento em edificações [6]. As aceções existentes na NBR 6123/87 para a análise dinâmica levam em conta a variação no módulo e na orientação da velocidade média do vento. A velocidade média produz efeitos meramente estáticos na estrutura, já as flutuações ou rajadas produzem oscilações importantes, “especialmente em edificações altas e esbeltas”. Esse modelo de análise dinâmica de estruturas altas é destacada por Simiu; Scalan (1996) e Belvins (1977) que a associa a necessidade da análise de vibrações induzidas por carregamento flutuante [7]. A NBR 6123/87 incorpora esses conceitos e destaca que edificações com período fundamental superior a 1 s, frequências até 1 Hz, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio. Blessmann [8] esclarece que o processo que a norma brasileira apresenta para ação estática equivalente do vento, embora baseada no método de vibração aleatória proposto por Davenport difere dele na determinação dos parâmetros que definem essa ação. A resposta dinâmica total é considerada como a superposição das respostas média e flutuante, obtidas da seguinte forma. A velocidade de projeto deve ser calculada usando a expressão

$$\bar{V}_p = 0,69V_0S_1S_3 \quad (2)$$

correspondente à velocidade média sobre 10 minutos a 10 metros de altura sobre o solo, em terreno de categoria II. Quando se deseja determinar as contribuições modais na resposta dinâmica do modelo discretizado, tem-se que, para o j-ésimo grau de liberdade, a carga total X_j na direção do vento será, como dito, a soma da carga média e da flutuante, dada por:

$$X_j = \bar{X}_j + \hat{X}_j \quad (3)$$

onde a força média \bar{X}_j é:

$$\bar{X}_j = \bar{q}_0 b^2 C_j A_j \left(\frac{z_j}{z_r} \right)^{2p} \quad (4)$$

sendo b e p indicados na tabela 20 da NBR 6123/87; z_r é o nível de referência e, recordando, \bar{V}_p é a velocidade média.

A componente flutuante \hat{X}_j é dada por:

$$\hat{X}_j = F_H \psi_i x_i \quad (5)$$

onde

$$\psi_j = \frac{m_i}{m_0}, \quad F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi, \quad \beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p, \quad \bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2, \quad (6)$$

\bar{q}_0 (em N/m^2) é a pressão dinâmica, x_i , m_i , m_0 , A_i , A_0 , ξ e C_{ai} são, respectivamente, o deslocamento correspondente a coordenada i ; a massa concentrada no i -ésimo grau de liberdade; a massa de referência; a área equivalente para o i -ésimo grau de liberdade; a área de referência; o coeficiente de amplificação dinâmica; e o coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i , x_i é um dado modo de vibração. Os coeficientes de amplificação dinâmica foram calculados por Galindez [9] admitindo a forma modal da equação **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, foram transformados em ábacos e incluídos na NBR 6123/87 para as cinco categorias de terreno. O processo finaliza de forma semelhante ao realizado na estática, através da superposição dos efeitos das variáveis intervenientes. Note-se que não existe referência à mudança de rigidez na determinação da frequência natural da estrutura, ponto de partida de todo o processo de cálculo. Isso por si só já seria suficiente para conduzir a resultados inadequados, porém há ainda outro fator que deve ser destacado, é que os coeficientes de amplificação dinâmica estão relacionados diretamente ao valor da frequência natural.

5 ANÁLISE DE UMA ESTRURA REAL

Trata-se de uma estrutura de concreto armado de 46 metros de comprimento, incluindo a fundação, e com 40m de altura fora do solo. Os dados foram gentilmente cedidos pela RM Soluções Engenharia. Na análise não foram levadas em contas as questões de não-linearidade física, dessa forma os materiais envolvidos foram considerados todos elástico-lineares e estando submetidos a tensões dentro da região elástica de deformação.

Na determinação da resposta dinâmica da estrutura foram desenvolvidos três processos de cálculo. No primeiro foi utilizado o método contínuo simplificado da NBR 6123/87. Nos outros dois a resposta dinâmica foi obtida utilizando-se o modelo discreto da mesma norma, porém, diferindo entre si pelo valor da frequência e do modo fundamental de vibração. O primeiro dos dois processos discretos foi desenvolvido conforme as prescrições atuais da NBR 6123/87, enquanto que no segundo a frequência foi obtida levando em conta a mudança de rigidez pela influência do esforço normal.

5.1 Dados e Geometria

O poste possui seção circular vazada, com trechos retos e trechos que variam com a altura. O módulo de elasticidade do concreto foi calculado com base na NBR 6118/2003 - Projeto de estruturas de concreto [10], com f_{ck} de 45 MPa para o poste e de 20 MPa para a fundação. O coeficiente de poisson utilizado foi o também recomendado pela NBR 6118/2003 de 0,2. Nessa estrutura há um conjunto de antenas e uma plataforma fixada no topo que totalizam uma massa de 1097,76 kg. Há ainda escada e guarda-corpo que conferem à estrutura uma massa adicional distribuída de 40 kg/m. As áreas de exposição ao vento computadas foram de 9,34 m²; 1,40 m²; 0,40 m²/m e 0,05 m²/m; respectivamente para as antenas; plataforma; escada, guarda-corpo, cabos e esteiramento. Os coeficientes de arrasto utilizados foram: 0,6 para o poste; escada, cabos e esteiramento 1,2; plataforma 2 e antenas 1.

A geometria da superestrutura consta na TABELA 1. A fundação é do tipo tubulão com as seguintes características: diâmetro da base 140 cm, diâmetro do fuste 80 cm, comprimento do fuste 580 cm e altura da base 20 cm. A geometria pode ser vista na Figura 1. O solo lateral foi representado por molas distribuídas de rigidez igual a 2668,93 kN/m³ (300 tf/m³). A massa específica adotada para o concreto armado da fundação foi de 2500 kg/m³, enquanto que o da superestrutura foi considerado de 2600 kg/m³, por ser concreto centrifugado.

5.2 Modelagem por Elementos Finitos

A modelagem por elementos finitos da estrutura foi feita por elemento de barra, subdividido em 51 elementos, e obedeceu à discretização comentada na seção anterior. No modelo foram lançadas as massas e as respectivas forças axiais.

TABELA 1 – Dados da superestrutura e discretização do modelo.

cota (m)	φext (cm)	espess. (cm)	cota (m)	φext (cm)	espess. (cm)	cota (m)	φext (cm)	espess. (cm)	cota (m)	φext (cm)	espess. (cm)
40,00	70,00	13,00	30,00	70,00	13,00	20,00	70,00	13,00	10,00	74,00	15,00
39,00	70,00	13,00	29,00	70,00	13,00	19,00	70,00	13,00	9,00	75,50	15,00
38,00	70,00	13,00	28,00	70,00	13,00	18,00	70,00	13,00	8,00	77,00	15,00
37,00	70,00	13,00	27,00	70,00	13,00	17,00	70,00	13,00	7,00	78,50	15,00
36,00	70,00	13,00	26,00	70,00	13,00	16,00	70,00	13,00	6,00	80,00	15,00
35,00	70,00	13,00	25,00	70,00	13,00	15,00	70,00	13,00	5,00	80,00	15,00
34,00	70,00	13,00	24,00	70,00	13,00	14,00	70,00	13,00	4,00	80,00	15,00
33,00	70,00	13,00	23,00	70,00	13,00	13,00	70,00	13,00	3,00	80,00	15,00
32,00	70,00	13,00	22,00	70,00	13,00	12,00	71,00	15,00	2,00	80,00	15,00
31,00	70,00	13,00	21,00	70,00	13,00	11,00	72,50	15,00	1,00	80,00	15,00
									0,00	80,00	15,00

5.3 Cálculo da resposta dinâmica pelo modelo simplificado da NBR 6123/87

A determinação da resposta dinâmica pelo modelo contínuo simplificado NBR 6123/87 é recomendado para estruturas com altura inferior a 150m e com distribuição ao menos aproximadamente uniforme de massa. Os parâmetros usados foram os seguintes: largura da edificação 0,723; altura da edificação 46 m; categoria do terreno IV; velocidade básica 35 m/s; fatores estatísticos S1 e S3 iguais a 1,1. A frequência fundamental foi obtida fazendo $T_1 = 0,015h$, logo $f_1 = 1,4493$ Hz. Essa opção levou em conta que mais da metade da estrutura possui seção constante e que a variação da seção em alguns trechos é pouco representativa e ocorre na quase totalidade de maneira suave. A forma modal obtida pela expressão (7) **Erro! Fonte de referência não encontrada.** com γ igual a 1,7 está representada na Figura 3(a). Uma vez conhecida a velocidade de projeto e a frequência natural, a relação adimensional $V_p/(f_1L)$ torna-se igual a 0,011, o que leva, com uma taxa crítica de amortecimento ζ igual a 0,01, a um coeficiente de amplificação dinâmica ξ de 1,576. É interessante ressaltar que a NBR 6123/87 dispensaria o cálculo da resposta dinâmica dessa estrutura uma vez que a sua frequência fundamental ficou acima de 1 Hz.

$$x = \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \quad (7)$$

A variação da pressão com a altura engloba tanto a parcela média quanto a parcela flutuante do vento e é expressa pela equação:

$$q(z) = \overline{q_0} b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (8)$$

5.4 Cálculo da resposta dinâmica pelo modelo discreto da NBR 6123/87

Calculando-se a frequência pelo método da teoria de vibrações, como recomendado no item 9.2.2.2. da NBR 6123/87, encontra-se uma frequência para o modo fundamental de 0,2169 Hz. A relação adimensional $V_p/(f_1L)$ passa a ser 0,075, o que conduz a um fator de amplificação

dinâmica ξ de 2,584, considerando o mesmo amortecimento crítico. Os esforços foram obtidos segundo a marcha de cálculo apresentada na seção 4.

5.5 Cálculo da resposta dinâmica com não-linearidade geométrica pelo modelo discreto da NBR 6123/87.

Para se calcular a frequência natural do primeiro modo de vibração da estrutura e levar em conta sua rigidez geométrica pode-se usar o Método de Rayleigh (MR) ou o Método dos Elementos Finitos (MEF). Os comentários a cerca do emprego do MEF já foram feitos seção 3. No entanto, o emprego do MR requer que sejam feitos comentários adicionais neste momento. Como a estrutura possui geometria e propriedades variando com a altura, o emprego do Método de Rayleigh deve ser feito por trechos, sendo suas integrais resolvidas nos limites estabelecidos para cada intervalo. Assim, para o cálculo da rigidez convencional devem ser observados: para a fundação trechos de comprimento 0,2 m e 5,80 m, diâmetros de 140 cm, 80 cm e um trecho de diâmetro variável, módulo de elasticidade de 21287 MPa; para o poste trechos de comprimento 6 m, 7 m e 27 m, seção circular vazada com espessuras de 15 cm e 13 cm; diâmetros externos de 80 cm, 70 cm e um trecho variável e módulo de elasticidade de 31931 MPa.

Para o emprego correto do método, as propriedades generalizadas como as massas e as rigidezes geométricas também devem ser calculadas para cada trecho. Cuidado especial deve ser tomado ao serem calculadas as rigidezes geométricas, pois cada parcela deve levar em conta a força normal distribuída no respectivo intervalo e os esforços que atuam nos segmentos superiores.

A frequência do primeiro modo obtida pelo Método de Rayleigh, como descrito anteriormente, foi de 0,198503 Hz. É interessante destacar que quando calculada pelo método dos elementos finitos essa mesma frequência é de 0,19551 Hz, uma diferença de apenas 1,53%. Um cálculo simplificado pelo MR pode ser feito utilizando-se as propriedades geométricas e materiais da estrutura de forma ponderada. Assim, incluindo-se a rigidez elástica das molas na formulação encontra-se um valor de 0,1572 Hz, o que representa uma diferença de 20,78% em relação ao cálculo exato; de 19,57% em relação ao MEF e de 87,42% em à NBR 6123/87. No entanto, para usar diretamente a expressão (1) é preciso considerar a estrutura simplesmente engastada. Com essa hipótese, o cálculo simplificado pelo MR conduz a uma frequência de 0,2112 Hz. Pelo MEF, com o modelo correspondente, obtém-se 0,2481 Hz. E pela NBR 6123/87 encontra-se 1,6667 Hz.

No cálculo da resposta dinâmica com a inclusão da não-linearidade geométrica a relação adimensional $V_p/(f_1 L)$ é de 0,083. Com os ábacos da Norma, e para o mesmo amortecimento crítico, obtém-se $\xi = 2,678$. No cálculo dos esforços procedeu-se como no item anterior.

5.6 Análise dos resultados

Uma vez que a força devido à parcela média do vento é igual para ambas as análises discretas, um dado importante a ser apreciado são as diferenças entre as parcelas da força devido à velocidade flutuante do vento. As diferenças podem ser vistas na Figura 2(a).

Analisando os resultados obtidos da resposta dinâmica dos modelos discretos, linear e não-linear, observa-se uma diferença na frequência do primeiro modo de 9,85 % e do fator de amplificação dinâmica de 3,48%. Com isso, o momento em relação à base da estrutura foi acrescido de 107,41 kNm (12,07 tfm), o que equivale a uma força horizontal de 2,68 kN (0,30 tf) aplicada no topo. Dadas as condições de pressão já calculadas, isso corresponde a uma área adicional de exposição ao vento de 5,13 m². A média das diferenças das parcelas nodais do momento fletor é de 2,31%. A diferença média da força devido à parcela flutuante do vento é de 2,74%.

No entanto, essa não é a pior situação. Os resultados críticos encontram-se na comparação entre o modelo simplificado de cálculo e o modelo discreto não-linear. Nesse caso, as diferenças de esforços encontradas nas análises levam a uma área extra de exposição ao vento 12 vezes superior à que já se encontra instalada no topo da estrutura.

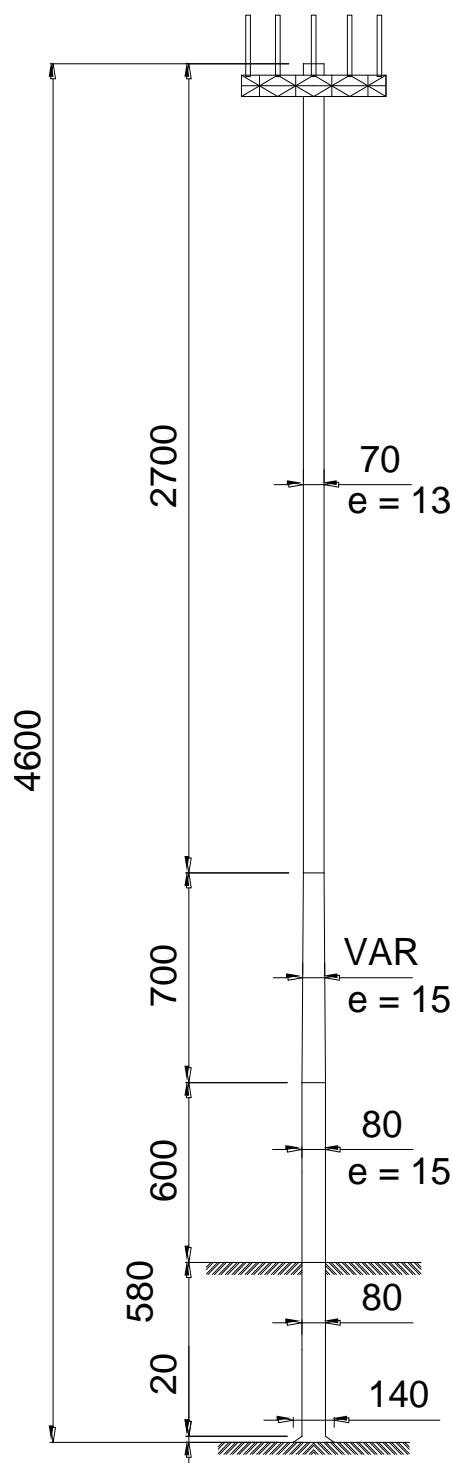
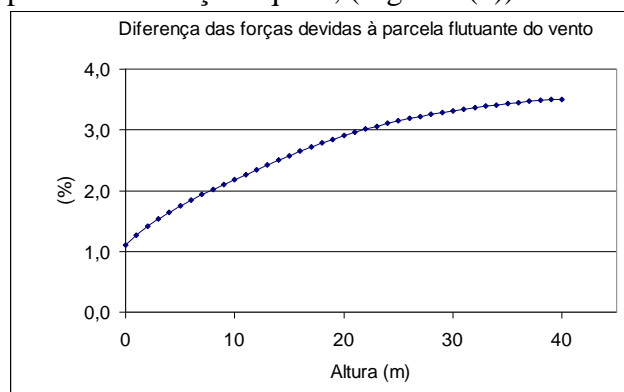


Figura 1– Geometria - Poste de CA – 46 m - Medidas em centímetro

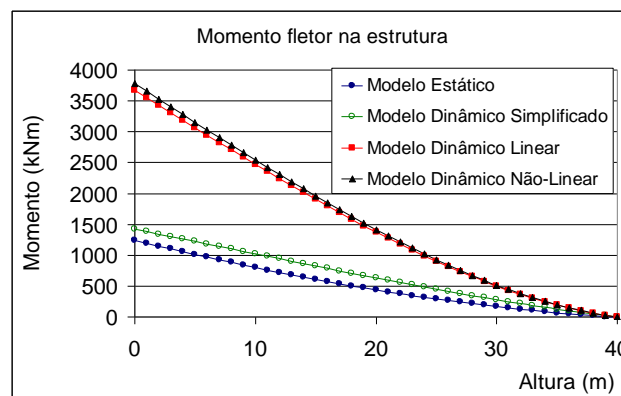
O gráfico da Figura 2(b) apresenta os resultados do momento fletor para uma análise estática equivalente da ação do vento, que foi usada para projetar a estrutura, e as análises dinâmicas desenvolvidas nos itens precedentes.

As formas modais da NBR 6123/87, do Método dos Elementos Finitos e do Método de Rayleigh são representadas na Figura 3(a). A forma modal do modelo simplificado da NBR 6123/87 mostrou-se eficiente quando comparada à forma do MEF e do MR, no entanto uma melhor aproximação à forma modal não-linear poderia ser conseguida substituindo-se o expoente da

expressão **Erro! Fonte de referência não encontrada.** por 1,73, que apresenta o menor desvio padrão em relação àquela, (Figura 3(b)).

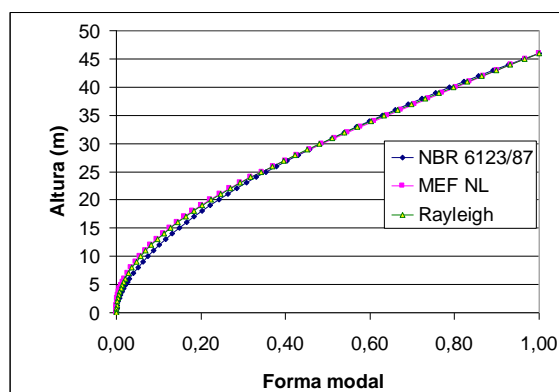


(a) Modelo discreto - Linear e Não-linear

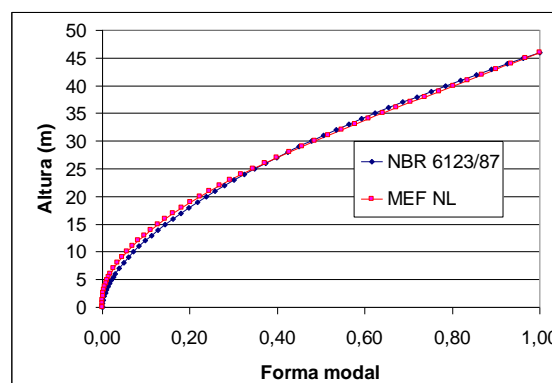


(b) Momento fletor - Modelos de análise.

Figura 2 – Resultados da análise de um poste de telecomunicações.



(a) $\gamma=1,7$



(b) $\gamma=1,73$

Figura 3 – Formas modais pela expressão da NBR 6123/87: (a) usada na análise, (b) sugerida.

6 CONCLUSÃO

A consideração dos efeitos dinâmicos das estruturas sujeitas à ação do vento são prescritos pela NBR 6123/87 - Forças devidas ao vento em edificações. Seus procedimentos desconsideraram a influência da carga axial na rigidez geométrica da estrutura, preconizando modelos lineares de cálculo. Há, no entanto, muitas estruturas do mundo da engenharia civil que são sensíveis aos efeitos da não-linearidade geométrica. Essas são, comumente, estruturas esbeltas, em cuja análise a mudança de rigidez devido à não-linearidade geométrica é fator preponderante para o cálculo da resposta dinâmica frente à ação do vento. Para avaliar a influência do esforço normal na frequência fundamental das estruturas foi estabelecido um modelo matemático simplificado com características dinâmicas por meio de uma técnica do tipo Rayleigh e foram realizadas análises via elementos finitos. Em trabalhos anteriores foram realizados ensaios dinâmicos em laboratório cujos resultados validaram as hipóteses não-lineares.

Estudou-se a mudança da resposta dinâmica de um poste de telefonia móvel celular produzidas pela consideração da rigidez geométrica da estrutura. Para isso, três análises foram realizadas. A primeira valeu-se do modelo simplificado e as outras duas foram feitas com base no modelo discreto, ambos da NBR 6123/87. Em uma das análises discretas foi mantida a hipótese linear atual da norma, enquanto que na outra foram introduzidas as considerações de não-linearidade geométrica. Para calcular a frequência fundamental do modelo não-linear foram usadas duas técnicas. Na primeira foi empregado o Método de Rayleigh (MR) e na segunda o Método dos Elementos Finitos (MEF). Com o MR obteve-se 0,198503Hz e com o MEF 0,195510 Hz, uma

diferença de apenas 1,53%. Fazendo um uso simplificado do Método de Rayleigh pelo emprego das propriedades da estrutura pelas médias ponderadas, chegou-se a uma frequência fundamental de 0,1572Hz, uma diferença de 20,78% em relação ao valor exato; de 19,57% em relação ao MEF e de significativos 89,15% em relação à NBR 6123/87. O emprego da expressão (1) requer, no entanto, a consideração de estrutura simplesmente engastada na base. Com essa hipótese, um cálculo aproximado por Rayleigh obtém-se uma frequência de 0,2112 Hz, contra 1,6667 Hz do modelo simplificado da NBR 6123/87. O uso da expressão (1) com parâmetros ponderados da estrutura demonstra que mesmo um cálculo aproximado pelo MR oferece resultados mais fidedignos para o cálculo da frequência natural do que a expressão atualmente sugerida pela norma brasileira. Isso permite concluir que o uso do método de Rayleigh pode prover uma forma simples e mais abrangente de incluir a não-linearidade no cálculo da frequência fundamental das estruturas.

Analisando os resultados verificaram-se importantes diferenças. A primeira delas é a de 86,51% no valor da frequência do primeiro modo entre a expressão proposta pela NBR 6123/87 e análise não-linear. A segunda é a de 41,15% no fator de amplificação dinâmica. Houve, em consequência disso, um aumento médio de 84,74% na intensidade da força nodal, elevando em 62,34% o valor do momento em relação à base da estrutura. Essa variação conduz a uma área de exposição ao vento 12 vezes superior à área já existente no topo da estrutura. Situação semelhante se encontra na análise dos modelos discretos. Quando é feita a introdução da hipótese não-linear surge um esforço horizontal adicional que leva a uma área de exposição ao vento no topo da estrutura de 5 m². Ambas as situações descritas anteriormente não foram levadas em conta originalmente e representam, do ponto de vista do projeto, o esgotamento da capacidade resistente da estrutura.

7 AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seu agradecimento pelo apoio propiciado pela CAPES (bolsa de doutorado) e pelo CNPq (bolsa de Produtividade em Pesquisa e auxílio Edital Universal). Ambas são agências federais brasileiras de fomento à pesquisa. Agradecem igualmente à RM Soluções Engenharia, com sede na cidade de São Paulo, pelo fornecimento dos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] WAHRHAFTIG, A. M., BRASIL, R. M..L. R. F.; An Evaluation Of The Nonlinear Dynamic Behavior Of Slender Cellular Phone Towers Under Random Wind Excitation In: EVACES'07 (International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures), 2007, Porto.
- [2] WAHRHAFTIG, A.; BRASIL, R; BALTHAZAR, J.; Uma avaliação do comportamento dinâmico não-linear de postes esbeltos para telefonia celular sob carregamento aleatório de vento. CMNE/CILANCE, Porto, 2007, CD ROM Proceedings, 2007.
- [3] CLOUGH, R.W.; PENZIEN, J.; Dynamic of Structures. Taiwan: McGraw Hill International Editions, Second Edition, 1993
- [4] WILSON, E.L.; HABIBULLAH, A.; Static and Dynamics Analysis of Multi-Story Buildings, Including P-Delta Effects. Earthquake spectra, Vol.3, N0 2, 1987.
- [5] RUTEMBERG, A.; Simplified P-Delta Analyses for Asymmetric Structures. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, N0 ST9, New York, 1982.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT); NBR 6123, Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, (1987).
- [7] LAZANHA, E.C, Análise Dinâmica Elasto-plástica de Estruturas Metálicas sob Excitação Aleatória de Vento. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
- [8] BLESSMANN, J.; Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento, 2 ed, Ed. Da UFRGS, Porto Alegre, 2005.
- [9] GALINDEZ, E.E.; Resposta Dinâmica de Estruturas na Direção do Vento da Velocidade Média do Vento. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1979.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT); NBR 6118, Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, (2003).

- [11] REYOLANDO, R.M.L.R.F; SILVA, M.A.; WAHRHAFTIG, A.M. Non-Linear Dynamics Analysis Based On Experimental Data of RC Telecommunication Towers Subjected to Wind Loading. Twelfth International Conference On Wind Engineering (12icwe), Cairns, Austrália, 2007.